

CAPITULO 9. MAMPOSTERIA ENCADENADA

9.1. ENCADENADOS, CONCEPTOS FUNDAMENTALES

Los encadenados verticales y horizontales que confinan un muro de mampostería le permiten mantener una considerable resistencia luego de producido su agrietamiento, evitando un comportamiento frágil y posibilitando la disipación de energía en campo anelástico (comportamiento dúctil).

Para obtener las propiedades mencionadas precedentemente, los encadenados verticales y horizontales que confinan los muros deben conformar un reticulado espacial en el que ninguna de las barras posea un extremo libre. Esto es, deberá asegurarse una perfecta continuidad en los nudos mediante adecuadas disposiciones de anclaje de las armaduras.

9.2. AREAS Y DIMENSIONES MAXIMAS DE PANELES

Los muros resistentes de mampostería se subdividirán en paneles confinados en todo su perímetro por vigas y columnas de encadenado de hormigón armado.

El área y las dimensiones máximas de los paneles deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

a) El área máxima y las dimensiones máximas de los paneles se indican en la Tabla 13.

Tabla 13. Areas máximas y dimensiones máximas de paneles de muros resistentes de mampostería.

Zonas sísmicas	Area Máxima del panel	Dimensión máxima del panel	
		muros de espesor neto ≥ 17 cm	muros de espesor neto < 17 cm y ≥ 13 cm
1	30 m ²	7 m	4,50 m
2	25 m ²	6 m	4 m
3 y 4	20 m ²	5 m	4 m

Las áreas y dimensiones máximas indicadas en la Tabla 13 podrán excederse siempre que se justifique detalladamente la resistencia del muro a cargas verticales, considerando las excentricidades producidas por las solicitaciones sísmicas perpendiculares al plano del muro.

b) La distancia máxima entre ejes de encadenados verticales no podrá exceder de dos veces la distancia entre ejes de apoyos horizontales (entrepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.).

c) Cuando la distancia máxima entre ejes de encadenados horizontales exceda de una vez y media la distancia entre ejes de encadenados verticales, el panel se subdividirá a mitad de altura con una viga de encadenado o con una junta armada horizontal cuya armadura tenga una sección equivalente a la de la viga de encadenado.

9.3. UBICACION DE LOS ENCADENADOS VERTICALES

9.3.1. Prescripciones generales

a) Muros perimetrales

En todos los muros resistentes perimetrales se dispondrán columnas de encadenado ubicadas en sus extremos libres y en las intersecciones con otros muros resistentes perimetrales e interiores.

b) Muros interiores

En todos los muros resistentes interiores se dispondrán columnas de encadenado ubicadas en sus extremos libres y en las intersecciones con otros muros resistentes perimetrales e interiores.

Cuando por sus dimensiones y naturaleza un muro interior pueda considerarse como muro resistente, pero no se lo tenga en cuenta en el cómputo de la resistencia a cargas horizontales ni se lo utilice para la transmisión de cargas verticales, se podrá prescindir de las columnas de encadenado prescriptas en el párrafo precedente. Sin embargo, en tal caso, deberán verificarse las condiciones de resistencia del muro ante las solicitaciones perpendiculares a su plano, derivadas de las excitaciones sísmicas.

c) Deberán disponerse columnas de encadenado intermedias cuando, según el artículo 9.2., resulten necesarias las restricciones por área y dimensiones máximas del panel.

d) En general, deberán disponerse columnas de encadenado en los bordes verticales de paneles adyacentes a las aberturas de los muros resistentes perimetrales e interiores.

9.3.2. Exención de ejecución de encadenados verticales

Se admitirá la no ejecución de columnas de encadenado en los siguientes casos:

9.3.2.1. Intersección de muros resistentes

Podrá prescindirse de la columna de encadenado correspondiente a un muro resistente en su intersección con otro muro, cuando la distancia entre su eje y los ejes de otras dos columnas ubicadas en un mismo plano, a ambos lados de la intersección, sea igual o menor que cinco veces el espesor del muro considerado.

9.3.2.2. Muros resistentes con aberturas

Podrá prescindirse de disponer columnas de encadenado en bordes de aberturas, en los siguientes casos:

a) Aberturas aproximadamente centradas con relación al panel

Deberán verificarse simultáneamente las siguientes condiciones:

- El área de la abertura es igual o menor que el 10% del área total del panel considerado.
- Las dimensiones máximas de la abertura son iguales o menores que el 35% de las dimensiones correspondientes del panel.
- La distancia entre el borde vertical del panel y el de la abertura es igual o mayor que el 25% de la longitud del panel considerado y no menor que 0,90 m.
- La distancia entre el borde horizontal inferior de la ventana y el borde horizontal inferior del panel es igual o mayor que el 25% de la altura del panel considerado.
- La distancia entre el borde horizontal superior de la abertura y el borde horizontal superior del panel es igual o mayor que el 25% de la altura del panel considerado, debiendo quedar comprendidos en dicha distancia, no menos de seis hiladas de ladrillos cerámicos macizos o no menos de dos hiladas de bloques huecos cerámicos o de hormigón.
- La abertura tiene viga de dintel según se establece en el artículo 9.17. y armadura de antepecho

según el artículo 9.16.

b) Aberturas ubicadas en cualquier posición con relación al panel.

Deberán verificarse en forma simultánea las tres condiciones siguientes:

- El área de la abertura es igual o menor que el 5% del área total del panel considerado.
- Las dimensiones máximas de la abertura son iguales o menores que el 25% de las dimensiones correspondientes del panel.
- La abertura tiene viga de dintel según se establece en el artículo 9.17. y armadura de antepecho según el artículo 9.16.

9.3.2.3. Muros resistentes interiores en zonas sísmicas 1 y 2

En construcciones de mampostería de ladrillos cerámicos macizos, de altura no mayor que 6,50 m o dos pisos, ubicadas en las zonas sísmicas 1 y 2, se podrá prescindir de las columnas de encadenado correspondientes a muros interiores resistentes, siempre que la construcción completa se verifique adoptando un coeficiente sísmico igual al cuádruplo del correspondiente, indicado en la Tabla 1 del Capítulo 3 de esta PARTE III del Reglamento. En este caso, sin embargo, deberán disponerse las columnas de encadenado correspondientes en los muros perimetrales.

9.4. UBICACION DE LOS ENCADENADOS HORIZONTALES

9.4.1. Prescripciones generales

En todos los muros resistentes deberán disponerse vigas de encadenado en los niveles que se detallan a continuación:

- A nivel de fundación
- A nivel de los entrepisos
- A nivel de techo
- En niveles intermedios, cuando el área, las dimensiones máximas o la relación de lados del panel así lo requieran (artículos 9.2.a) y 9.2.c)).
- En el caso de techos inclinados, cuando el ángulo que forma el plano del techo con un plano horizontal es mayor que 15° , en los muros resistentes trapeziales vinculados con el techo, deberá disponerse, además de la viga de encadenado correspondiente al borde superior inclinado de dichos muros, una viga de encadenado horizontal a nivel de arranque del techo.

9.4.2. Prescripciones particulares

a) Las vigas de encadenado podrán formar parte de las losas de entrepiso o techo, siempre que ellas sean de hormigón armado, macizas o nervuradas, o de otros tipos con capa de compresión de hormigón colocado in situ.

b) Los elementos de fundación del tipo de las zapatas corridas armadas o cimientos armados podrán desempeñar la función de vigas de encadenado inferior.

c) Las vigas de encadenado inferior podrán formar parte de las plateas de fundación de hormigón armado.

d) Cuando los entrepisos y techos no puedan considerarse como diafragmas rígidos en su plano (artículo 4.1.1.), las vigas de encadenado, además de confinar los muros resistentes, constituyen apoyos que reciben las solicitaciones sísmicas horizontales transmitidas por los entrepisos y techos, perpendicularmente al plano del muro considerado. Consecuentemente, en este caso, las vigas de encadenado deberán ser capaces de resistir, adicionalmente, dichas

solicitaciones y transmitir las a los muros resistentes perpendiculares al muro considerado.

9.5. ESFUERZO DE CORTE EN PANELES

A los fines de la aplicación de los siguientes artículos en que corresponda, para el caso de muros resistentes subdivididos en varios paneles confinados por vigas y columnas de encadenado, el esfuerzo de corte V_p correspondiente a cada panel podrá determinarse en forma aproximada distribuyendo el esfuerzo de corte total actuante en el muro, proporcionalmente a la longitud de cada panel.

9.6. CARACTERÍSTICAS DE LOS ENCADENADOS DE HORMIGÓN ARMADO

9.6.1. Alcance de las prescripciones

Las prescripciones contenidas en el presente Capítulo 9 comprenden la mayoría de los aspectos relacionados con los encadenados de hormigón armado. Estas prescripciones se complementarán, cuando sea necesario, con las especificaciones del Reglamento CIRSOC 201 "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado". Sin embargo, las prescripciones de dicho Reglamento no podrán modificar los requerimientos que sobre encadenados de hormigón armado se establecen en este Capítulo 9.

9.6.2. Requerimientos sobre calidad de los materiales

a) Hormigón

La resistencia característica mínima a la compresión σ'_{bk} del hormigón a utilizar en la ejecución de los encadenados será de 11 MN/m².

El contenido unitario mínimo de cemento normal en el hormigón compactado para encadenados, será de 250 kg/m³.

b) Acero

Para las barras longitudinales de armadura de los encadenados podrán utilizarse los siguientes tipos de acero (Tabla 10 del Reglamento CIRSOC 201):

AL	- 220 (I)
ADN	- 420 (III)
ADM	- 420 (III)

Para los estribos de los encadenados podrán utilizarse los siguientes tipos de acero (Tabla 10 del Reglamento CIRSOC 201):

AL	- 220 (I)
ADN	- 420 (III)
ADM	- 420 (III)
AM	- 500 (IV)

9.7. DIMENSIONES TRANSVERSALES DE LOS ENCADENADOS DE HORMIGÓN ARMADO

9.7.1. Sección transversal de las columnas de encadenado

a) Las columnas de encadenado correspondientes a encuentros de muros resistentes serán de sección rectangular de lados respectivamente iguales a los espesores de los muros que confinan, pero el lado menor será, como mínimo, igual a dos tercios del espesor mayor y en ningún caso menor que 15 cm.

b) Las columnas de encadenado que no correspondan a encuentros de muros serán de sección rectangular, en la que el lado perpendicular al plano del muro será igual al espesor de éste y el otro será, como mínimo, igual a dos tercios de dicho espesor y en ningún caso menor que 15 cm.

c) En el caso de muros resistentes de espesor igual o mayor que 20 cm, la dimensión perpendicular al plano del muro de la columna de encadenado, podrá reducirse por razones estéticas, de aislación térmica, etc., en no más de un tercio del espesor del muro, siempre que se aumente la otra dimensión de forma tal que se restituya el área de la sección a los valores que resultan de la aplicación de los puntos a) ó b) precedentes.

d) En las construcciones del Grupo B (Capítulo 5 de la PARTE I de este Reglamento) de altura total igual o menor que 4 m en zonas sísmicas 3 y 4 y que 6,50 m en zonas sísmicas 1 y 2, se podrán construir las columnas de encadenado dentro de los huecos de bloques portantes de hormigón o cerámicos especiales, siempre que se satisfagan las siguientes condiciones:

- Dimensiones mínimas de huecos rectangulares: 12 cm x 12 cm.

- Diámetro mínimo de huecos circulares: 14 cm.

- La sección de hormigón colocada in situ deberá ser igual o mayor que la mitad de la resultante de aplicar los requerimientos a) ó b) precedentes.

- La sección de hormigón deberá satisfacer el requerimiento indicado en el punto e) siguiente.

- El hormigonado se realizará por tramos no mayores que 80 cm de altura, simultáneamente con la ejecución del muro.

e) En todos los casos, la sección B_c de hormigón de las columnas de encadenado no podrá ser menor que el valor obtenido mediante la siguiente expresión:

$$B_c (cm^2) = 0,025 V_p (kg)$$

siendo:

B_c el área de la sección total de la columna de encadenado, expresada en cm^2 ;

V_p el esfuerzo de corte en el panel considerado, expresado en kg.

9.7.2. Sección transversal de las vigas de encadenado

a) Las vigas de encadenado serán de sección rectangular de ancho igual al espesor del muro que confinan y de altura mínima igual al semiespesor de dicho muro, pero no menor que 15 cm.

En las zonas sísmicas 1 y 2, cuando se utilicen losas macizas de hormigón armado, la altura mínima de las vigas de encadenado será de 10 cm.

b) En el caso de muros resistentes de espesor igual o mayor que 20 cm, el ancho de la viga de encadenado podrá reducirse por razones estéticas, de aislación térmica, etc., en no más de un tercio del espesor del muro, siempre que la altura se aumente de forma tal que se restituya el área de la sección a los valores que resultan de la aplicación del punto a) precedente.

9.8. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA VALORACION DE LOS ESFUERZOS AXILES EN ENCADENADOS

La valoración de los esfuerzos axiales que solicitan los encadenados de muros resistentes de mampostería solicitados por fuerzas contenidas en su plano, se podrán realizar admitiendo que los encadenados conforman un reticulado plano con nudos articulados, cuyas diagonales están constituidas por bielas ficticias de mampostería.

El espesor de las bielas ficticias de mampostería será igual al espesor del muro, y su ancho se podrá tomar aproximadamente igual a la décima parte de la longitud de la diagonal medida entre centros de nudos.

Para las barras de hormigón del reticulado ficticio (encadenados) se adoptará un módulo de elasticidad longitudinal $E_D = 20000 \text{ MN/m}^2$, y para las bielas de mampostería los valores indicados en el Capítulo 6 de esta PARTE III del Reglamento.

9.9. PROCEDIMIENTO APROXIMADO PARA LA DETERMINACION DE ARMADURAS LONGITUDINALES DE COLUMNAS Y VIGAS DE ENCADENADO

Alternativamente, con relación al procedimiento general indicado en el artículo 9.8., la sección total de armadura longitudinal de los encadenados podrá determinarse mediante los siguientes criterios:

a) Columnas de encadenado

La sección total de armadura longitudinal correspondiente a una columna de encadenado en un determinado piso, se establecerá mediante la siguiente expresión:

$$A_c = (1 + 0,25 k) V_p \frac{H_0}{L_0} \frac{1}{\beta_s}$$

siendo:

A_c la sección de armadura longitudinal de la columna de encadenado;

k la cantidad de pisos ubicados sobre el analizado:

- Para construcciones de un piso: $k = 0$

- Para construcciones de dos pisos; en el primero: $k = 1$, en el segundo: $k = 0$; y así sucesivamente;

V_p el esfuerzo de corte en el panel considerado del piso analizado;

H_0 la distancia entre ejes de vigas de encadenado superior e inferior del panel considerado;

L_0 la longitud del panel, medida entre ejes de las dos columnas de encadenado que confinan el panel considerado;

β_s la tensión de fluencia del acero.

b) Vigas de encadenado

La sección total de armadura longitudinal correspondiente a una viga de encadenado en un determinado nivel, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$A_v = V_p \frac{1}{\beta_s}$$

siendo:

A_V la sección de armadura longitudinal de la viga de encadenado;

V_p el esfuerzo de corte en el panel considerado del nivel analizado;

β la tensión de fluencia del acero.

9.10. SECCIONES MINIMAS DE ARMADURAS LONGITUDINALES DE ENCADENADOS

a) Las secciones de armaduras longitudinales de columnas y vigas de encadenado determinadas según el artículo 9.9., no podrán ser menores que las obtenidas mediante las siguientes expresiones:

Para zonas sísmicas 1 y 2:

$$A_{\min (\text{cm}^2)} = (0,25 + 0,13 k) t (\text{cm}) \frac{1}{\beta_s (\text{t} / \text{cm}^2)}$$

Para zonas sísmicas 3 y 4:

$$A_{\min (\text{cm}^2)} = (0,35 + 0,18 k) t (\text{cm}) \frac{1}{\beta_s (\text{t} / \text{cm}^2)}$$

siendo:

A_{\min} la sección mínima de armadura longitudinal de vigas o columnas de encadenado, expresada en cm^2 ;

k la cantidad de pisos ubicados sobre el analizado;

t el espesor del muro considerado, expresado en cm ;

β la tensión de fluencia del acero, expresada en t/cm^2 .

b) En ningún caso la armadura longitudinal de vigas y columnas de encadenado será menor que las indicadas a continuación:

En zonas sísmicas 1 y 2: 4 barras $d_s = 6 \text{ mm}$ para aceros tipo ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III)

En zonas sísmicas 3 y 4: 4 barras $d_s = 8 \text{ mm}$ para aceros tipo ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III)

Cuando se utilice acero tipo AL - 220 (I), la armadura mínima será de 4 barras $d_s = 8 \text{ mm}$ para las zonas sísmicas 1 y 2, y 4 barras $d_s = 10 \text{ mm}$ para las zonas sísmicas 3 y 4.

9.11. PRESCRIPCIONES SOBRE ARMADURAS LONGITUDINALES DE ENCADENADOS

9.11.1. Separación entre armaduras longitudinales

La sección total de armadura longitudinal de las columnas y vigas de encadenado se integrará siempre con cuatro barras que se ubicarán en las esquinas.

Si las dimensiones transversales del encadenado exceden de 30 cm, se dispondrán barras intermedias de igual diámetro que las esquineras, de modo que la separación no exceda de 20 cm.

9.11.2. Anclajes de armaduras longitudinales

a) Longitudes requeridas de anclaje

Se adoptarán las siguientes longitudes requeridas de anclaje l_1 en función del tipo de acero utilizado y del diámetro d_s de la barra que se ancla:

Acero AL - 220 (I) : $l_1 = 50 d_s$, con gancho terminal.

Aceros ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III):

$l_1 = 60 d_s$ con extremo recto, o
 $l_1 = 50 d_s$ con gancho o gancho en ángulo recto terminal.

Alternativamente, podrán adoptarse las longitudes de anclaje que resultan de la aplicación del artículo 18.5. del Reglamento CIRSOC 201, pero no se podrá efectuar ninguna reducción en función de la relación entre las secciones de armadura necesaria y armadura existente.

b) Prescripciones sobre anclajes en uniones entre encadenados

Los anclajes de las barras longitudinales en la zona de unión entre encadenados se efectuarán mediante codos dirigidos hacia la cara opuesta del encadenado al que pertenece la barra que se ancla.

De acuerdo con la regla básica precedente, pueden presentarse los dos casos siguientes:

■ Anclaje con codo a 90°

Cuando resulta posible la utilización de codos a 90° respetando la regla básica anterior, la longitud requerida de anclaje l_1 se computará a partir del plano de la cara más cercana del encadenado en que se ancla la barra, y la longitud l_f de la rama recta final del codo a 90° deberá ser no menor que $0,8 l_1$.

■ Anclaje con doble codo a 180°

Cuando no resulta posible la utilización de codos a 90° respetando la regla básica mencionada anteriormente, deberá utilizarse un doble codo a 180°. La longitud requerida de anclaje l_1 se computará a partir del plano de la cara más cercana del encadenado en que se ancla la barra. La rama recta final del anclaje (reentrante en el encadenado al que pertenece la barra que se ancla), deberá tener una longitud l_f no menor que ninguno de los dos valores siguientes:

$$l_f = 0,5 l_1$$

$$l_f = 0,5 d_{c1} + 0,85 d_{c2}$$

siendo:

l_f la longitud de la rama recta final del anclaje;

l_1 la longitud de anclaje requerida;

d_{c1} la dimensión transversal, en el plano considerado, del encadenado al que pertenece la barra que se ancla;

d_{c2} la dimensión transversal, en el plano considerado, del encadenado en que se ancla la barra.

c) Anclaje en cimientos comunes o armados

Las barras longitudinales de las columnas de encadenados de muros resistentes se anclarán en el cimiento de fundación.

La longitud total de anclaje, medida a partir de la sección correspondiente a la unión de la columna con la fundación, deberá tener una longitud no menor que $70 d_s$, siendo d_s el diámetro de la barra que se ancla. La rama recta vertical del anclaje deberá tener una longitud no menor que $40 d_s$ ni que 40 cm. El anclaje deberá terminar en un codo de 90° con la rama recta final de una longitud no menor que $20 d_s$. Preferentemente, esta rama recta final deberá dirigirse hacia el exterior de la zona de la columna.

En la zona de anclaje deberán colocarse los estribos correspondientes a las zonas normales de la columna de encadenado (artículo 9.12.2.).

En la zona del cimiento común en que se anclan las barras longitudinales de las columnas de encadenado, no podrá utilizarse cal en el ligante.

d) Anclaje en zapatas o vigas de fundación.

Se adoptarán las longitudes requeridas de anclaje l_l según se establece en el artículo 9.11.2.a), medidas a partir de la sección correspondiente a la unión de la columna con la fundación. En todos los casos el anclaje deberá terminar en un codo a 90° , con la rama recta final de una longitud no menor que $20 d_s$, siendo d_s el diámetro de la barra que se ancla. El codo y su rama terminal deberán disponerse lo más próximos posible a la armadura inferior de la fundación, y preferentemente, deberán dirigirse hacia la cara opuesta de la columna (cruce de armaduras).

e) Anclaje en plateas de fundación

En el caso de plateas de fundación, el anclaje de las barras longitudinales de columnas de encadenado se realizará de acuerdo con las prescripciones de los artículos 9.11.2.a) y b). El refuerzo de borde de la platea de fundación podrá considerarse como viga de encadenado.

f) Observaciones complementarias sobre anclaje entre encadenados

- Los anclajes de las barras longitudinales deben quedar dentro de los estribos que corresponden a las zonas de nudos y a los encadenados que lo forman.
- Los anclajes de las barras longitudinales de un encadenado se dispondrán lo más próximos posibles a las barras longitudinales del otro encadenado que concurre al nudo, a fin de permitir una adecuada transmisión de esfuerzos.
- En los nudos terminales de más de dos encadenados, los anclajes se organizarán de manera que permitan un comportamiento adecuado de los planos sismorresistentes.

9.11.3. Empalmes de armaduras longitudinales

En los empalmes de barras longitudinales de encadenados se adoptará como longitud de empalme, la obtenida mediante la siguiente expresión:

$$l_e = \alpha_e \cdot l_l$$

siendo:

l_e la longitud de empalme;

l_l la longitud requerida de anclaje determinada según el artículo 9.11.2.a);

α_e el coeficiente mediante el cual se tiene en cuenta el porcentaje de barras empalmadas, cuyos valores serán los siguientes:

$\alpha_e = 1,3$ si se empalma más del 50% del total de armadura longitudinal;

$\alpha_e = 1$ si se empalma el 50% o menos del total de armadura longitudinal.

Se evitará el empalme de armaduras longitudinales en las zonas de nudos entre encadenados.

En las vigas de encadenado, los empalmes se realizarán preferentemente en el tercio central de su longitud.

9.12. PRESCRIPCIONES SOBRE ESTRIBOS PARA COLUMNAS DE ENCADENADO

9.12.1. Zonas a considerar en columnas de encadenado

A los fines del dimensionamiento de los estribos para columnas de encadenado, se distinguirán las zonas críticas y las zonas normales según se indica a continuación:

a) Zonas críticas

En los extremos de las columnas de encadenado se densificarán los estribos con la finalidad de resistir los esfuerzos de corte generados por el empuje de la biela ficticia de mampostería correspondiente al panel analizado.

Se considerará como crítica la longitud l_c de columna de encadenado, medida desde el borde interno de la viga de encadenado correspondiente. La longitud l_c no podrá ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- Un quinto de la distancia entre ejes de las vigas de encadenado superior e inferior del panel.
- Dos veces la dimensión transversal de la columna de encadenado, medida según el plano del panel.
- 60 cm.

b) Zonas normales

Se considerará como zona normal de una columna de encadenado a la longitud de columna comprendida entre las zonas críticas definidas en el punto a) precedente.

9.12.2. Dimensionamiento de estribos en zonas normales

a) Diámetro de las barras para estribos

En las zonas normales de columnas de encadenado, definidas en el artículo 9.12.1.b), la armadura transversal estará constituida por estribos cerrados o helicoidales cuyo diámetro de barra se determinará mediante la siguiente expresión:

$$d_s \text{ (mm)} = (0,20 + 0,1 k) s_e \text{ (cm)}$$

siendo:

d_s el diámetro de la barra del estribo, expresado en mm;

k la cantidad de pisos ubicados sobre el analizado;

s_e la separación entre estribos cerrados o paso de la hélice, expresado en cm.

La expresión precedente se utilizará para los aceros tipo ADN - 420 (III), ADM - 420 (III) y AM - 500 (IV).

Para el acero tipo AL - 220 (I), el diámetro de la barra para estribo se incrementará de manera que se obtenga igual capacidad resistente.

El diámetro mínimo de las barras para estribos será de 4 mm. Los estribos cerrados terminarán en ganchos de por lo menos 135° con su rama terminal de longitud no menor que diez veces el diámetro del estribo. La posición de los ganchos se alternará, en lo posible, a lo largo de la columna de encadenado.

b) Separación de los estribos

La separación s_e entre estribos cerrados o paso de la hélice en las zonas normales de columnas de encadenado, no podrá ser mayor que la mínima dimensión transversal del encadenado ni que 20 cm.

9.12.3. Dimensionamiento de estribos en zonas críticas

a) Sección de estribos

En las zonas críticas correspondientes a los extremos de columnas de encadenado, definidas en el artículo 9.12.1.a), la armadura transversal se conformará mediante estribos cerrados o helicoidales, cuya sección se determinará según la siguiente expresión:

$$A_e = \frac{0,5 V_p}{d_c \cdot \beta_s} s_e$$

siendo:

A_e la sección de estribos en una capa;

V_p el esfuerzo de corte correspondiente al panel considerado;

d_c la dimensión transversal de la columna de encadenado, medida según el plano del panel considerado;

β_s la tensión de fluencia del acero;

s_e la separación entre estribos cerrados o paso de la hélice en las zonas críticas, determinada según se indica en el punto b) siguiente.

La sección que resulte de la expresión anterior no podrá ser menor que el doble de la correspondiente a la zona normal determinada según el artículo 9.12.2.

b) Separación de los estribos

La separación s_e entre estribos cerrados o paso de la hélice en las zonas críticas extremas de las columnas de encadenado, no podrá ser mayor que la mitad de la dimensión transversal d_c de la columna, medida según el plano del

panel considerado, ni mayor que 10 cm.

9.13. PRESCRIPCIONES SOBRE ESTRIBOS PARA VIGAS DE ENCADENADO

9.13.1. Zonas a considerar en vigas de encadenado

A los fines del dimensionamiento de los estribos para vigas de encadenado, se distinguirán las zonas críticas y las zonas normales según se indica a continuación:

a) Zonas críticas

En los extremos de las vigas de encadenado se considerará como zona crítica, una longitud de 60 cm de viga, medida a partir del borde interno de la columna correspondiente.

En dichas zonas críticas se densificarán los estribos según se indica en el artículo 9.13.3.

b) Zonas normales

Se considerará como zona normal de una viga de encadenado a la longitud de la viga comprendida entre las zonas críticas definidas en el punto a) precedente.

9.13.2. Dimensionamiento de estribos en zonas normales

En las zonas normales de vigas de encadenado, el diámetro y la separación de los estribos se determinarán según lo establecido en el artículo 9.12.2. para columnas de encadenado.

En este caso, la separación máxima entre estribos será de 20 cm.

9.13.3. Dimensionamiento de estribos en zonas críticas

En las zonas críticas extremas de vigas de encadenado, definidas en el artículo 9.13.1. a), se dispondrá el doble de la sección de estribos correspondiente a las zonas normales.

La separación máxima entre estribos será de 10 cm.

9.14. ESTRIBOS EN ZONA DE NUDOS ENTRE ENCADENADOS

En la zona de nudos conformados por la intersección de columnas y vigas de encadenado se deberán disponer estribos de acuerdo con lo establecido en el artículo 9.12.3. para las zonas críticas de columnas de encadenado.

9.15. ENCADENADOS EQUIVALENTES

Los encadenados de hormigón armado prescritos en los artículos precedentes podrán ser sustituidos por elementos estructurales de otros materiales siempre que presenten condiciones equivalentes de rigidez, resistencia y vinculación con la mampostería.

9.16. ARMADURA DE ANTEPECHO DE ABERTURAS

Aproximadamente a 20 cm por debajo del antepecho de las aberturas sin columnas de encadenado de borde (artículo 9.3.2.2.), alojada en junta de mortero de cemento (1 de cemento por 3 de arena) y anclada reglamentariamente en las columnas más cercanas en las zonas sísmicas 3 y 4, o prolongada 60 cm a cada lado de la abertura en las zonas sísmicas 1 y 2, se dispondrá la armadura indicada en la Tabla 14.

9.17. DINTELES DE ABERTURAS

Los dinteles se dimensionarán como vigas portantes, considerando las cargas que sobre él actúan.

Las dimensiones de la sección transversal de los dinteles no podrán, en ningún caso, ser menores que las establecidas en el artículo 9.7.2. para vigas de encadenado.

La sección de armadura longitudinal mínima estará constituida por cuatro barras de 8 mm de diámetro para los aceros tipo ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III) y por cuatro barras de 10 mm de diámetro para el acero tipo AL - 220 (I).

Se dispondrán, como mínimo, estribos de 4,2 mm de diámetro separados no más de 25 cm para aceros tipo ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III), y estribos de 6 mm de diámetro separados no más de 25 cm para acero tipo AL - 220 (I).

En las aberturas sin columnas de encadenado de borde (artículo 9.3.2.2.), la viga de dintel apoyará, por lo menos, 60 cm a cada lado de la abertura.

En las zonas sísmicas 3 y 4 se prolongarán, al menos, dos barras de la armadura longitudinal inferior, alojada en junta de mortero de cemento (1 de cemento por 3 de arena) hasta anclarlas en las columnas de encadenado más cercanas.

Tabla 14. Armadura de antepecho de aberturas

Zonas Sísmicas	Aceros tipo ADN - 420 (III) ADM - 420 (III)		Acero tipo AL - 220 (I)	
	Armadura longitudinal	Estribos	Armadura longitudinal	Estribos
1 y 2	2 barras $d_s = 6 \text{ mm}$	$d_s = 4,2 \text{ mm c/25cm}$	2 barras $d_s = 8 \text{ mm}$	$d_s = 4,2 \text{ mm c/25cm}$
3 y 4	2 barras $d_s = 8 \text{ mm}$	$d_s = 4,2 \text{ mm c/25cm}$	2 barras $d_s = 10 \text{ mm}$	$d_s = 6 \text{ mm c/25cm}$

CAPITULO 10. VERIFICACION DE RESISTENCIAS

10.1. ASPECTOS GENERALES

Las verificaciones de resistencias de las construcciones de mampostería se realizarán considerando independientemente las dos situaciones siguientes:

- Existencia de acciones sísmicas, teniendo en cuenta los estados de carga indicados en el

artículo 3.2.

- Ausencia de acciones sísmicas, teniendo en cuenta los estados de carga pertinentes que no las incluyen.

Las verificaciones de resistencias para la situación de existencia de acciones sísmicas se realizarán considerando el estado de agotamiento o estado límite último.

Se verificarán todos los elementos estructurales admitiendo que la seguridad es satisfactoria cuando las solicitaciones que puedan ser resistidas por las secciones en estado límite último resulten iguales o mayores que las solicitaciones derivadas de los estados de carga indicados en el artículo 3.2. Es decir, que deberá cumplirse la siguiente condición:

$$S_{UR} \geq S_U$$

siendo:

S_{UR} la solicitación resistida por el muro en estado límite último;

S_U la solicitación externa derivada de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.

10.2. VERIFICACIONES DE RESISTENCIAS PARA SOLICITACIONES CONTENIDAS EN EL PLANO DEL MURO

El control de la resistencia de los muros ante las acciones sísmicas horizontales contenidas en su plano requiere la verificación de dos posibles mecanismos de rotura o agotamiento:

a) Mecanismo de rotura por corte

La verificación se efectúa confrontando la resistencia al corte V_{UR} , determinada según el artículo 10.2.1., con el esfuerzo de corte actuante V_U derivado de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.

b) Mecanismo de rotura por flexo-compresión

La verificación se realiza confrontando la resistencia a flexo-compresión, determinada según el artículo 10.2.2., con la solicitación de flexo-compresión derivada de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.

Dicha verificación podrá realizarse en forma simplificada mediante los procedimientos aproximados que se indican en el artículo 10.2.2.2.

10.2.1. Esfuerzo de corte resistido por los muros

El esfuerzo de corte que puede ser resistido por los muros de mampostería, se determinará de acuerdo con lo indicado en los artículos 10.2.1.1. y 10.2.1.2. siguientes:

10.2.1.1. Mampostería encadenada

El esfuerzo de corte resistido por un muro de mampostería encadenada se determinará en función de la resistencia básica al corte T_{m0} de la mampostería y de la tensión de compresión σ_0 generada por las cargas verticales, según la siguiente expresión:

$$V_{UR} = (0,6 T_{m0} + 0,3 \sigma_0) B_M$$

siendo:

V_{UR} el esfuerzo de corte resistido por el muro de mampostería encadenada considerado;

τ_{m0} la resistencia básica al corte de la mampostería, establecida según el artículo 6.1.2.;

σ_o la tensión media de compresión generada por las cargas verticales que actúan sobre el muro, determinada considerando sólo el 85% de la carga permanente;

B_M el área bruta de la sección horizontal del muro, determinada sin considerar revoques ni alas constituidas por muros transversales.

Sin embargo, el esfuerzo de corte V_{UR} resistido por el muro, deberá cumplir la siguiente condición:

$$V_{UR} \leq 1,5 \tau_{m0} \cdot B_M$$

10.2.1.2. Mampostería reforzada con armadura distribuida

El esfuerzo de corte resistido por los muros de mampostería reforzada con armadura distribuida horizontal y vertical, se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{UR} = A_{hd} \cdot L \cdot \beta_s$$

siendo:

V_{UR} el esfuerzo de corte resistido por el muro de mampostería reforzada con armadura distribuida;

A_{hd} la sección de armadura horizontal por metro de altura del muro, expresada en cm^2/m ;

L la longitud del muro considerado;

β_s la tensión de fluencia del acero de la armadura horizontal.

a) Limitaciones al valor de V_{UR}

El valor del esfuerzo de corte resistido por los muros de mampostería reforzada con armadura distribuida, deberá cumplir las dos condiciones siguientes:

$$\blacksquare V_{UR} \leq (\tau_{m0} + 0,3 \sigma_o) B_M$$

$$\blacksquare V_{UR} \leq 2,3 \tau_{m0} \cdot B_M$$

siendo:

V_{UR} el esfuerzo de corte resistido por el muro de mampostería reforzada con armadura distribuida;

T_{mo} la resistencia básica al corte de la mampostería reforzada con armadura distribuida, determinada según el artículo 6.1.2.;

B_M el área bruta de la sección horizontal del muro, determinada sin considerar revoques ni alas constituidas por muros transversales;

σ_o la tensión media de compresión generada por las cargas verticales que actúan sobre el muro, determinada considerando sólo el 85% de la carga permanente.

b) Armadura vertical

Se controlará que la sección de armadura vertical por metro de longitud de muro, A_{vd} (cm²/m), cumpla las siguientes condiciones:

$$\blacksquare A_{vd} \geq \left(1,45 - 0,45 \frac{H_t}{L}\right) A_{hd}$$

$$\blacksquare \frac{A_{hd}}{3} \leq A_{vd} \leq A_{hd}$$

siendo:

A_{vd} la sección de armadura vertical distribuida, expresada en cm²/m;

H_t la altura total del muro, medida desde el borde superior de la fundación hasta el nivel extremo superior;

L la longitud del muro considerado;

A_{hd} la sección de armadura horizontal distribuida, expresada en cm²/m.

10.2.2. Resistencia a la flexo-compresión de los muros de mampostería

10.2.2.1. Procedimiento general para muros encadenados o reforzados con armadura distribuida

La capacidad resistente a flexo-compresión de muros encadenados o reforzados con armadura distribuida, se determinará aplicando los procedimientos de los métodos de dimensionamiento de secciones de hormigón armado en estado límite último o de agotamiento, teniendo en cuenta las siguientes hipótesis:

- Las deformaciones de la mampostería y de las armaduras se suponen proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- Se prescinde de la resistencia a la tracción de la mampostería.
- Existe perfecta adherencia entre las barras de armadura y el hormigón o mortero que las rodea.
- La máxima deformación de la fibra más comprimida de la mampostería es del 0,3%.
- El diagrama de compresión-deformación de la mampostería se establecerá como resultado de ensayos.

Cuando no pueda disponerse de datos experimentales, se podrá suponer una distribución uniforme de compresión en la mampostería, de ordenada igual a $0,85 \sigma'_{mo}$ (siendo σ'_{mo} la resistencia básica a la compresión de la mampostería,

determinada según el artículo 6.1.1.) y profundidad equivalente al 80% de la distancia desde el borde comprimido hasta el eje neutro de deformaciones.

f) El diagrama de tensión-deformación del acero para la determinación de resistencias supondrá un comportamiento bilineal elasto-plástico.

La máxima deformación del acero será del 3%.

10.2.2.2. Procedimientos aproximados para muros encadenados

a) Fórmulas aproximadas

Para flexión simple, el momento resistente último se determinará mediante la siguiente expresión:

$$M_{UR}^0 = A_c \cdot \beta_s \cdot L_e$$

siendo:

M_{UR}^0 el momento resistente último a flexión simple de los muros de mampostería encadenada;

A_c la sección total de la armadura longitudinal de la columna de encadenado de borde del muro resistente;

β_s la tensión de fluencia del acero de la armadura longitudinal de la columna de encadenado de borde del muro resistente;

L_e la distancia entre ejes de las columnas de encadenado de borde del muro resistente.

Cuando exista esfuerzo normal sobre el muro, el momento resistente último se determinará mediante la que corresponda, de las dos expresiones siguientes:

$$\text{si } N_U \leq \frac{N_{U0}}{3}: M_{UR} = M_{UR}^0 + 0,3 N_U \cdot L$$

$$\text{si } N_U > \frac{N_{U0}}{3}: M_{UR} = (1,5 M_{UR}^0 + 0,15 N_{U0} \cdot L) \left(1 - \frac{N_U}{N_{U0}}\right)$$

siendo:

N_U el esfuerzo normal sobre el muro, derivado de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.;

N_{U0} la capacidad resistente del muro a compresión simple, determinada según la siguiente expresión:

$$N_{U0} = \sigma'_{mo} \cdot B_M$$

donde:

σ'_{mo} es la resistencia básica a la compresión de la mampostería, según el artículo 6.1.1.;

B_M es el área bruta de la sección horizontal del muro, sin considerar revoques.

M_{UR} es el momento resistente último del muro a flexo-compresión;

M^0_{UR} es el momento resistente último del muro a flexión simple;

L es la longitud del muro considerado.

b) Esquema de reticulado

Se considerará que se satisface la verificación a flexo-compresión, cuando se analice y compruebe el muro admitiendo que el mismo forma un sistema reticulado plano, compuesto por cordones verticales y horizontales constituidos por las columnas y vigas de encadenado, y diagonales ficticias de mampostería.

Para la resolución de sistemas reticulados hiperestáticos, se supondrá que las diagonales de mampostería tienen el espesor del muro y un ancho igual a la décima parte de la longitud de la diagonal. El módulo de elasticidad longitudinal E_m de la mampostería se determinará según lo indicado en el artículo 6.2.1.

c) Exención de verificación de muros a flexo-compresión

Para construcciones de mampostería con muros resistentes encadenados, cuya altura sea no mayor que 9 m ó 3 pisos en las zonas sísmicas 1 y 2, ó 7 m ó 2 pisos en las zonas sísmicas 3 y 4, y además se cumpla la condición:

$$\frac{H_t}{L} \leq 2,5$$

siendo:

H_t la altura total del muro, medida desde el borde superior de la fundación hasta el nivel extremo superior;

L la longitud del muro considerado.

Se admitirá que el muro satisface la verificación a flexo-compresión siempre que los encadenados satisfagan las prescripciones establecidas en el [Capítulo 9](#).

10.2.2.3. Resistencia a flexo-compresión de muros sin encadenados verticales

Para muros que cumplan las condiciones establecidas en el artículo 9.3.2.3., la resistencia a flexo-compresión se determinará según los lineamientos de la Resistencia de Materiales, suponiendo una distribución lineal de tensiones y considerando nula la resistencia a tracción de la mampostería. Se admitirá que la falla ocurre cuando en el borde más comprimido existe una tensión de compresión igual a la resistencia básica a la compresión de la mampostería, σ'_{mo} , determinada según se indica en el artículo 6.1.1.

10.3. PRESCRIPCIONES SOBRE ARMADURAS PARA MUROS REFORZADOS CON ARMADURA DISTRIBUIDA

10.3.1. Prescripciones generales

Todo espacio que contenga una barra de armadura deberá tener dimensiones tales que la distancia libre mínima entre ella y las paredes del mampuesto sea, por lo menos, igual al diámetro de la barra. Dicho espacio deberá llenarse con mortero u hormigón en toda su longitud.

La distancia libre mínima entre una barra y la cara del muro no podrá ser menor que una vez y media el diámetro de la barra, ni que 1,5 cm.

Los huecos de los mampuestos en que se dispongan barras de armadura, tendrán una dimensión transversal mínima de 5 cm, y una sección transversal mínima de 30 cm².

Se deberán disponer, como mínimo, dos barras de 8 mm de diámetro en las zonas sísmicas 1 y 2, ó de 10 mm de diámetro en las zonas sísmicas 3 y 4, en agujeros verticales consecutivos ubicados en las siguientes posiciones:

- Bordes libres de muros.
- Intersección de muros.
- Cada 3 m de longitud de muro.

La armadura horizontal deberá ser continua en toda la longitud del muro y reglamentariamente anclada en sus extremos.

Los anclajes y empalmes se realizarán de acuerdo con las prescripciones establecidas para Hormigón Armado Sismorresistente en los artículos 5.6.1.3.6. y 5.6.1.3.7. de la PARTE II de este Reglamento.

10.3.2. Armaduras mínimas

a) Armadura horizontal

La cuantía de armadura horizontal μ_{hd} mínima será del 0,13%:

$$\mu_{hd} = \frac{A_{hd}}{100t} \geq 0,0013$$

siendo:

A_{hd} la sección de armadura horizontal por metro de altura del muro (cm²/m);

t el espesor del muro sin revoques expresado en cm.

b) Armadura vertical

La cuantía de armadura vertical μ_{vd} mínima será del 0,07%:

$$\mu_{vd} = \frac{A_{vd}}{100t} \geq 0,0007$$

siendo:

A_{vd} la sección de armadura vertical por metro de longitud del muro (cm²/m);

t el espesor del muro sin revoque expresado en cm.

Las cuantías aludidas en los puntos a) y b) anteriores corresponden a los aceros tipo ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III).

Para el acero tipo AL - 220 (I) las cuantías mínimas μ_{hd} y μ_{vd} deberán incrementarse en función de la relación entre las tensiones de fluencia correspondientes.

10.4. ANALISIS DE MUROS SOLICITADOS POR CARGAS VERTICALES

Para muros resistentes que soportan entresijos o techos constituidos por losas macizas o nervuradas de hormigón armado, o de otros tipos con capa de compresión de hormigón colocado in situ, se admitirá que la junta de unión entre muro y losa posee suficiente capacidad de rotación como para que pueda considerarse nula la rigidez de los muros a los efectos de la distribución de momentos flexores en el nudo conformado por el muro considerado, la losa y, cuando sea el caso, el muro superior. En consecuencia, deberán tenerse en cuenta los siguientes efectos:

- Esfuerzos normales debidos a las cargas verticales.
- Momentos flexores debidos a la excentricidad con que se transmite la carga del entresijo o techo que apoya sobre el muro considerado.
- Momentos flexores originados por la no coincidencia del eje del muro superior con el eje del muro considerado.
- Efectos de esbeltez.
- Excentricidad accidental de la carga, originada por imperfecciones constructivas del muro considerado.

10.4.1. Excentricidad de la carga vertical transmitida por el entresijo o techo

Para determinar la excentricidad de la carga vertical transmitida por entresijos o techos que apoyan sobre el muro considerado, se admitirá que las reacciones de apoyo tienen una distribución triangular de tensiones, con valor nulo en el extremo externo de la longitud de apoyo. Para losas continuas se supondrá que la longitud de apoyo de cada lado es igual al semiespesor del muro.

Para losas continuas, cuyas luces no difieran en más del 40%, se podrá considerar que la reacción total resulta centrada.

10.4.2. Excentricidad complementaria por efecto de esbeltez

Los efectos de esbeltez se tendrán en cuenta a través de la consideración de una excentricidad complementaria que se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$e_c = \frac{\lambda_g^2}{2400} t - \frac{t}{70}$$

siendo:

e_c la excentricidad complementaria;

t el espesor del muro sin revocos;

λ_g la esbeltez geométrica del muro, dada por la siguiente expresión:

$$\lambda_g = \frac{\beta \cdot H}{t}$$

donde:

H es la distancia entre centros de apoyos horizontales del muro (entrepisos, techos, borde superior de la fundación);

t es el espesor del muro sin revoques;

β es el coeficiente mediante el cual se determina la longitud de pandeo del muro, y cuyos valores se adoptarán según sean:

- Muros apoyados en dos bordes horizontales : $\beta = 1$
- Muros apoyados en tres bordes : $\beta = 1$
- Muros apoyados en cuatro bordes :

$$\beta = 1,75 - \frac{H}{L_e} \text{ con } 0,65 \leq \beta \leq 1$$

L_e la distancia entre ejes de apoyos verticales.

Se consideran efectivos como apoyos verticales, los muros transversales resistentes cuya longitud sea igual o mayor que seis veces el espesor t del muro considerado sin revoques.

10.4.3. Excentricidad accidental en el borde superior de los muros

La excentricidad accidental en el borde superior del muro considerado, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$e_a = \frac{t}{50} + \frac{H}{500}$$

siendo:

e_a la excentricidad accidental;

t el espesor del muro sin revoques;

H la distancia entre centros de apoyos horizontales del muro (entrepisos, techos, borde superior de la fundación).

10.4.4. Resistencia a cargas verticales de muros encadenados

Se verificará que la resistencia última del muro encadenado cumpla la siguiente condición:

$$N_{UR} \geq 2,6 N_U$$

siendo:

N_{UR} la resistencia última a carga vertical del muro encadenado, determinada según el artículo 10.4.4.1.;

N_U el esfuerzo normal sobre el muro, derivado de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.

10.4.4.1. Resistencia última a carga vertical de muros encadenados

La resistencia última de muros encadenados a carga vertical se determinará mediante la siguiente expresión:

$$N_{UR} = \Psi \cdot \sigma'_{mo} \cdot B_M$$

siendo:

N_{UR} la carga vertical última resistida por el muro encadenado considerado;

Ψ el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, determinado según el artículo 10.4.4.2.;

σ'_{mo} la resistencia básica a la compresión de la mampostería, según el artículo 6.1.1.;

B_M el área bruta de la sección horizontal del muro, sin considerar revoques.

10.4.4.2. Factor Ψ de reducción por excentricidad y esbeltez

El factor Ψ de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará mediante la siguiente expresión:

$$\Psi = 1 - \frac{2e^*}{t}$$

siendo:

Ψ el factor de reducción por excentricidad y esbeltez;

t el espesor del muro sin revoques;

e^* la excentricidad de diseño, cuyo valor se tomará igual al mayor que resulte de las dos expresiones siguientes:

$$e^* = e_t + e_a$$

$$e^* = 0,6 (e_t + e_a) + e_c$$

donde:

e_t es la excentricidad calculada en el borde superior del muro, según el artículo 10.4.4.3.;

e_a es la excentricidad accidental en el borde superior del muro, determinada según el artículo 10.4.3.;

e_c es la excentricidad complementaria por efecto de esbeltez, determinada según el artículo 10.4.2.

10.4.4.3. Excentricidad e_t en el borde superior del muro

La excentricidad e_t en el borde superior del muro se determinará considerando el momento flexor originado por la carga que transmite el entrepiso o techo que apoya sobre el muro (artículo 10.4.1.), y el momento flexor originado por la no coincidencia entre los ejes del muro considerado y del muro superior. Se considerará la carga vertical resultante en el extremo superior del muro considerado.

10.4.5. Resistencia última a cargas verticales de muros sin columnas de encadenado

En muros sin encadenados verticales (artículo 9.3.2.3.) se controlará que la resistencia última a cargas verticales cumpla la siguiente condición:

$$N_{UR} \geq 5N_U$$

siendo:

N_{UR} la resistencia última a cargas verticales de muros sin columnas de encadenado, la cual se determinará de acuerdo con lo establecido para muros encadenados en el artículo 10.4.4.

N_U el esfuerzo normal sobre el muro, derivado de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.

10.4.6. Resistencia última a cargas verticales de muros reforzados con armadura distribuida

El efecto de la armadura distribuida en el interior del muro se tendrá en cuenta para la determinación de su resistencia última a cargas verticales, cuando la separación entre las barras de armadura sea igual o menor que seis veces el espesor del muro.

Para la determinación de la resistencia última a cargas verticales de muros reforzados con armadura distribuida, se podrán emplear los siguientes criterios:

a) En la misma forma que para muros encadenados (artículo 10.4.4.), adoptando para σ'_{mo} el valor que se obtenga a partir de ensayos de especímenes en los que se reproduzcan la cantidad y disposición de las armaduras, el aparejo utilizado y eventual llenado de los huecos. Dichos ensayos se realizarán siguiendo la metodología indicada en el artículo 6.1.1.a).

Si no se efectúan los ensayos mencionados precedentemente, se podrá adoptar, para la resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería reforzada con armadura distribuida, el valor que corresponde a la mampostería encadenada incrementado en un 25%, pero no en más de 15 kg/cm².

b) Determinación de la resistencia a flexo-compresión considerando todos los efectos indicados en el artículo 10.4. y siguiendo los lineamientos indicados en el artículo 10.2.2.1. para resistencia a flexo-compresión en el plano del muro.

10.5. ACCIONES SISMICAS PERPENDICULARES AL PLANO DEL MURO

10.5.1. Determinación de las cargas perpendiculares al plano del muro

Las cargas perpendiculares al plano del muro, generadas por las fuerzas de inercia derivadas de su peso propio frente a la excitación sísmica, se determinarán mediante la siguiente expresión:

$$q_s = 3,5 C \cdot q$$

siendo:

q_s la carga sísmica por unidad de superficie del muro, aplicada perpendicularmente a su plano;

C el coeficiente sísmico de diseño determinado según el artículo 16.3.4.2. del Capítulo 16 de la PARTE I de este Reglamento;

q el peso propio del muro por unidad de superficie.

10.5.2. Determinación de los momentos flexores originados por la acción sísmica perpendicular al plano del muro

Los momentos flexores originados por las fuerzas de inercia derivadas del peso propio del muro frente a la excitación sísmica, se determinarán según se indica a continuación:

a) Muros apoyados en dos bordes horizontales

Se empleará la siguiente expresión:

$$M_{UV} = q_s \frac{H^2}{8}$$

siendo:

M_{UV} el momento flexor último en la dirección vertical, por unidad de longitud del muro;

q_s la carga sísmica por unidad de superficie del muro, determinada según el artículo 10.5.1.;

H la distancia entre centros de apoyos horizontales del muro (entrepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.)

b) Muros apoyados en más de dos bordes

Para la determinación de los momentos flexores se aplicarán procedimientos fundamentados en el método de las líneas de rotura o en simplificaciones debidamente justificadas de dicho método. Deberán tenerse en cuenta las condiciones de ortotropía de la mampostería analizada.

10.5.3. Verificación de resistencia frente a solicitaciones perpendiculares al plano del muro incluyendo la acción sísmica

Para verificar la resistencia del muro frente a solicitaciones perpendiculares a su plano, que incluyan los efectos de la carga sísmica derivada de su peso propio, se aplicarán los procedimientos generales de resistencia a flexo-compresión (o a flexión simple si fuere el caso), considerando el comportamiento propio del muro según sus características, y coeficientes de minoración de resistencia no menores que 2,6.

Este criterio será igualmente aplicable a muros no resistentes, utilizándose en tal caso, coeficientes de minoración de resistencia no menores que 1,6.

Para muros resistentes solicitados por cargas verticales, se podrá aplicar alternativamente, el procedimiento simplificado que se indica en el artículo 10.5.3.1.

10.5.3.1. Procedimiento simplificado para verificación de resistencia a cargas perpendiculares a su plano, de muros con cargas verticales

Para muros con cargas verticales en que la excentricidad de diseño e^* determinada en su borde superior no exceda de $0,35 t$ (siendo t el espesor del muro sin revoques), se podrá verificar su seguridad frente a las cargas sísmicas perpendiculares a su plano, mediante el siguiente procedimiento simplificado:

Deberá cumplirse la siguiente condición:

$$q_s \leq 3 \frac{t^2}{H^2} \sigma_o \cdot K$$

siendo:

q_s la carga sísmica por unidad de superficie del muro, determinada según el artículo 10.5.1.;

t el espesor del muro sin revoques;

H la distancia entre centros de apoyos horizontales del muro (entrepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.);

σ_o la tensión media de compresión originada por las cargas verticales que actúan sobre el muro;

K el coeficiente que depende de las condiciones de apoyo del muro, cuyos valores se especifican a continuación:

- Para muros apoyados en dos bordes horizontales: $K = 1$

- Para muros apoyados en tres o cuatro bordes, se adoptarán los valores de K que se indican en la Tabla 15.

Tabla 15. Valores del coeficiente K según las condiciones de apoyo y la relación entre longitud y altura del muro

Número de apoyos verticales	Número total de apoyos	L / H ⁽¹⁾			
		≤ 0,75	1	2	3
1	3	1,6	1,5	1,1	1,0
2	4	3,5	3,0	1,5	1,2

(1) Para valores intermedios se podrá interpolar linealmente.

siendo:

L la longitud del muro considerado;

H la distancia entre centros de apoyos horizontales del muro (entrepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.).

